

# Adeguamento sismico di un ponte in muratura a Macerata

G.M. Calvi<sup>1</sup>, M. Moratti<sup>2</sup> ■

## Sommario

L'articolo descrive l'intervento di adeguamento strutturale di un ponte a cinque archi in muratura, chiuso al traffico a seguito di valutazioni di pericolosità anche in relazione ai soli carichi di gravità. Il progetto prevede la realizzazione di nuove strutture in calcestruzzo all'interno del ponte esistente, in modo da lasciarne pressoché inalterata l'immagine originale. Tra le strutture di soste-

gno verticali (due pali trivellati di grande diametro per pila e sovrastante traverso in c.a.) e l'impalcato è stato previsto un sistema di isolamento sismico che ha consentito di ridurre in modo determinante le azioni orizzontali, consentendo di adeguare la struttura alle richieste previste in zona 2. Le scelte progettuali e l'attenta organizzazione cantieristica hanno consentito di completare progettazione ed intervento in soli cinquanta giorni.

## 1. Introduzione

Il 7 giugno 2005, in località Villa Potenza - alle porte della città di Macerata -, la Strada Provinciale n. 77 fu chiusa al traffico in corrispondenza del ponte in muratura che consentiva l'attraversamento dell'omonimo fiume Potenza. Il provvedimento fu reso necessario dai risultati emersi da una campagna di indagini statiche che avevano evidenziato uno stato di insufficiente sicurezza in una delle arcate intermedie danneggiata dal cedimento della fondazione di una delle due pile ad essa contigue. Il ponte, attraversato quotidianamente da una media di 24.000 veicoli rivestiva una funzione strategica per il traffico dell'intera vallata del Potenza in entrata ed uscita da Macerata, costituendo il crocevia obbligato per tre strade d'importanza regionale quali la S.P. 361, la S.P. 362 e la S.P. 77. La situazione di profondo disagio per gli utenti nonché i notevoli danni all'economia locale (un costo sociale stimato in 108.000 € per ogni giorno di chiusura dell'infrastruttura) indussero le autorità competenti ad adottare un provvedimento d'urgenza, con una gara di appalto che avrebbe premiato soluzioni tecniche che consentissero di ridurre al minimo i tempi di chiusura del ponte, pur adeguando la struttura a tutti i requisiti di sicurezza previsti dalle norme in relazione alle azioni di gravità e sismiche. A tal proposito, si osservi come il territorio di Macerata fosse classificato come appartenente alla

zona 2 nell'allegato 1 all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (OPCM, 2003), allora in vigore. A tale zona corrispondeva un valore atteso di accelerazione di picco orizzontale al suolo (PGA) compreso tra 0,15 e 0,25 g in caso di evento sismico con un probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, la norma indicava pertanto l'adozione dell'estremo superiore dell'intervallo (0,25 g), a meno di studi più approfonditi che avrebbero potuto consentire variazioni non superiori al 20% del valore di partenza. Essendo all'epoca già disponibile la mappatura puntuale del territorio italiano elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (OPCM, 2006), in cui veniva individuato in 0,18 g il valore mediano atteso della PGA del sito, in sede di redazione del progetto di adeguamento dell'opera fu adottato un valore di PGA pari a 0,20 g, riducendo del 20% l'accelerazione di ancoraggio dello spettro.

Coerentemente con gli obiettivi posti in sede di gara, fu sviluppato un progetto che consentisse di intervenire riducendo al minimo i tempi di esecuzione, con la previsione di realizzare un nuovo ponte in cemento armato, provvisto di isolatori sismici, costruito all'interno del ponte esistente. Il progetto avrebbe consentito di evitare qualsiasi modifica sostanziale al ponte esi-

<sup>1</sup> Fondazione Eucentre - Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia - ✉ gm.calvi@eucentre.it

<sup>2</sup> Studio Calvi - Ingegneria e Architettura, Pavia - ✉ matteo.moratti@studiocalvi.eu

stente, con soli interventi di manutenzione sui paramenti murari e rifacimento dei parapetti, operando nel pieno rispetto dei vincoli imposti dalla Soprintendenza ai Beni Architettonici e del Paesaggio. Il progetto e la programmazione delle fasi cantieristiche dell'intervento

furono completati in meno di dieci giorni. I lavori iniziarono il 23 luglio 2005, e furono ultimati il 1 settembre del medesimo anno. Successivamente alle operazioni di collaudo statico ed amministrativo dell'opera, l'infrastruttura fu riaperta al pubblico il 14 settembre.

Fig. 1  
Vista diurna e vista notturna  
del ponte a lavori ultimati.



## 2. Il ponte originario e lo stato di danneggiamento

### 2.1 Il ponte originario

Il ponte originario in muratura (Fig. 2), la cui costruzione risale presumibilmente ai primi anni del Novecento, era stato oggetto di ricostruzioni e rimaneggiamenti nel corso degli anni a seguito dei danni subiti durante la Seconda Guerra Mondiale e con il fine di adeguarne le caratteristiche funzionali alle esigenze indotte dal traffico. Risultava infatti ricostruita una campata oggetto di bombardamento e, all'epoca della chiusura, si ritrovavano, ai lati del piano viario, due allargamenti atti a favorire il traffico pedonale. Ciascun marciapiede aveva larghezza di poco superiore a 0,6 m, ed era stato realizzato negli anni '50-'60 mediante il getto di solette nervate, aggettanti dai timpani laterali degli archi in muratura. Tali elementi risultavano inadeguati a garantire la sicurezza per gli utenti, non essendo protetti da alcuna bar-

riera stradale, e non conformi ai requisiti di abbattimento delle barriere architettoniche per l'insufficiente larghezza. Le mensole in c. a., inoltre, mostravano evidenti segni di degrado a causa di fenomeni di carbonatazione del calcestruzzo e corrosione delle barre lisce d'armatura, accentuati anche dall'assenza di un efficace sistema di smaltimento delle acque meteoriche e del frequente uso di sali disgelanti per la manutenzione del viadotto nei periodi invernali.

La struttura principale del ponte era costituita da cinque campate ad arco in muratura, ciascuna con luce approssimativamente pari a 18 m, per una lunghezza totale di circa 91 m misurata con l'esclusione delle spalle e delle relative rampe di accesso. Ciascun arco, realizzato con mattoni pieni disposti a coda di rondine e malta di tipo misto cementizio di media qualità, aveva uno spessore variabile tra un massimo di 1,12 m all'imposta (in corrispondenza di pile e spalle) ed un minimo di 0,9 m in chiave a ciascuna cam-

Fig. 2  
Prospetto di monte e  
prospetto di valle (in basso)  
del ponte prima dei lavori.



pata e larghezza costante di 7,60 m. Il piano viario correva a circa 10 m dal greto del fiume. Le quattro pile, costituite da un rivestimento esterno in muratura piena di spessore pari a 0,6 m e da un riempimento interno costituito da un calcestruzzo a basso contenuto cementizio, avevano sezione rettangolare con dimensioni in pianta di 2,6 m x 8,0 m ed erano protette dal flusso dell'acqua fluviale da rostri costruiti in pietra e muratura.

Le fondazioni erano di tipo diretto su plinti in conglomerato di circa 3 m di altezza con base rettangolare di circa 11,0 m x 3,4 m.

Le spalle erano in muratura con muri d'ala d'altezza pari a circa 8 m. Le rampe d'accesso avevano pendenza massima del 3%.

I parapetti laterali, che costituivano l'unica protezione per il traffico pedonale e veicolare dalla caduta nel fiume, erano di tipo modulare in c.a., probabilmente semi-prefabbricati a piè d'opera all'epoca della realizzazione degli allargamenti pedonali laterali. La viabilità pedonale risultava difficoltosa dal momento che lungo le rampe i percorsi di collegamento al ponte erano non protetti e discontinui presentando strettoie ed interruzioni.

## 2.2 Inquadramento idrogeologico e geotecnico

Dal punto di vista idrogeologico l'area in esame ricade lungo la porzione medio-bassa della valle fluviale del Fiume Potenza, valle che si presenta ben allargata e con andamento quasi rettilineo nella zona del ponte. Per la sezione idrometrografica di riferimento la portata massima è stimata in 350 m<sup>3</sup>/s per un periodo di ritorno di 100 anni.

L'applicazione del teorema di conservazione della quantità di moto ha permesso di stimare la massima spinta su ciascuna pila per effetto delle azioni idrauliche in circa 12 kN.

Per la caratterizzazione geotecnica ed idraulica dell'intervento erano state eseguite una serie di sondaggi a carotaggio continuo, prove di tipo cross-hole a due fori e indagini di laboratorio su campioni di terreno di tipo indisturbato e rimaneggiato.

Indagini di tipo georadar ed ad ultrasuoni, combinate ai risultati di alcuni carotaggi distruttivi condotti a campione, avevano determinato sia la stratigrafie delle pile, costituite da un manto esterno di circa 0,6 m in muratura e da un nucleo in un conglomerato formato da inerti legati da una miscela cementizia, sia una stima qualitativa dell'estensione e della diffusione delle patologie strutturali. Il contesto geologico d'intervento presentava una stratigrafia composta da un materasso alluvionale di spessore pari a circa 13 m poggiante su di un substrato costituito da argille (Fig. 5).

Il litotipo più superficiale, interamente interessato dalla falda di sub-alveo era formato da sedimenti grossolani ghiaiosi e ghiaioso-sabbiosi, da poco a ben addensati in funzione della profondità, ed in subordine da lenti limoso-argillose a consistenza plastico-molle o sabbiose che presentavano una buona continuità laterale. Il substrato di base presentava sedimenti marini plio-pleistocenici di argille siltose e marnose a stratificazione sottile con intercalazioni millimetriche sabbiose-arenacee tutte integre e molto consistenti con conseguenti ottime caratteristiche fisiche-meccaniche.

I sondaggi in prossimità della pila 2 evidenziavano inoltre la presenza di una lente limoso-argillosa piuttosto superficiale di spessore variabile tra 1,10 e 1,80 m attestata immediatamente sotto il piano di imposta della fondazione. Le successive indagini evidenziavano una buona continuità laterale della lente lungo tutto alveo e caratteristiche fisico-meccaniche assai scadenti (peso volume naturale: 19 kN/m<sup>3</sup>, indice dei vuoti: 0,844, densità relativa: 40%, permeabilità: 4,2x10<sup>-9</sup> cm<sup>-1</sup>, angolo d'attrito interno: 22°, coesione efficace: 0,008 MPa, coesione non drenata: 0,03 MPa, modulo Young: 5-8 MPa e modulo edometrico costante: 3,2-4,2 MPa). Le indagini geofisiche evidenziavano i valori di velocità di propagazione delle onde riportati nella tabella 1 che portavano ad identificare un suolo di tipo C in relazione alla classificazione proposta dall'OPCM 3274/2003<sup>1</sup>.

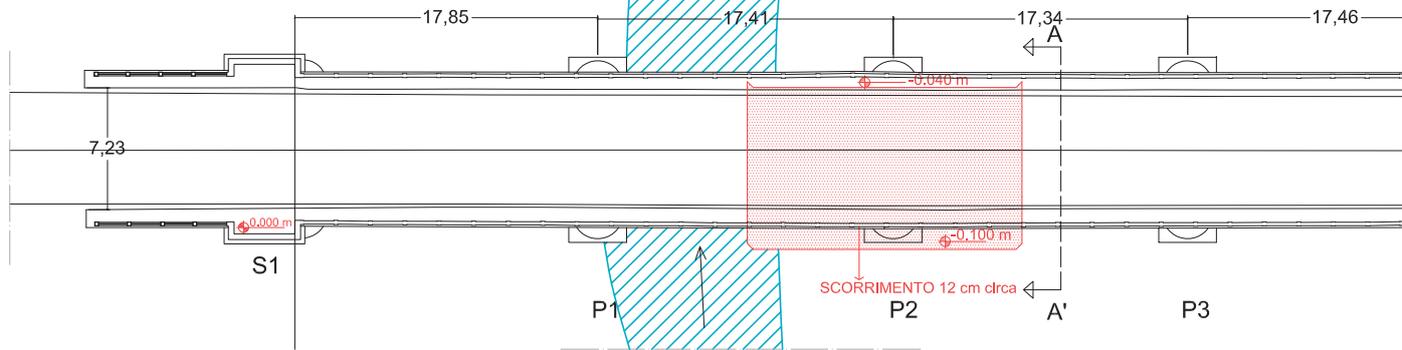
Tabella 1 - Risultato delle indagini geofisiche

Litotipi	Vp - (Onde di compressione) [m/sec]	Vsh - (Onde di taglio) [m/sec]
Depositi alluvionali	900 - 1960	185 - 450
Substrato	1665 - 2000	290 - 330

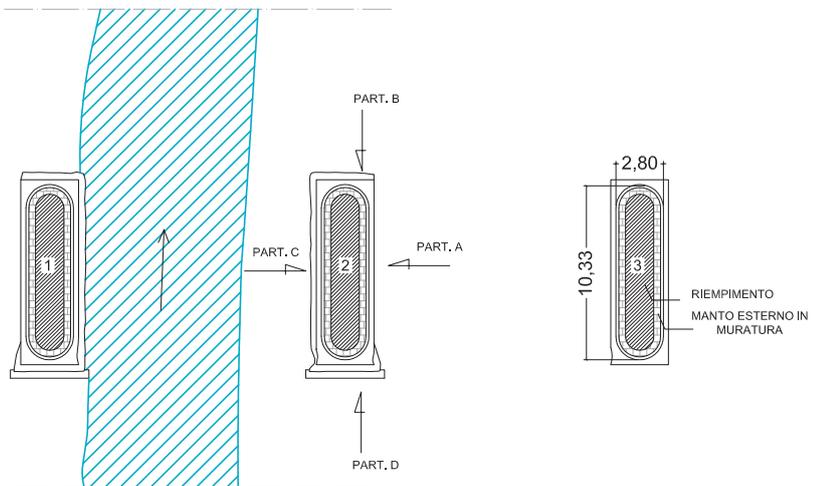
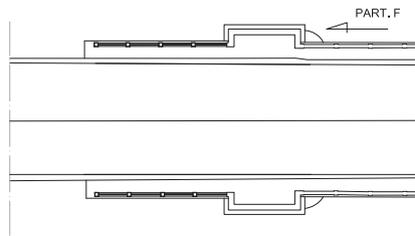
<sup>1</sup> Cfr. § 2.1

RILIEVO E QUADRO FESSURATIVO

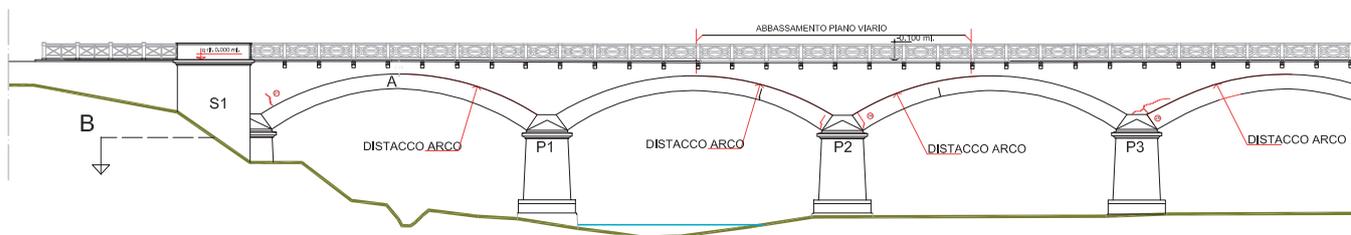
PIANTA PIANO VIARIO scala 1:500



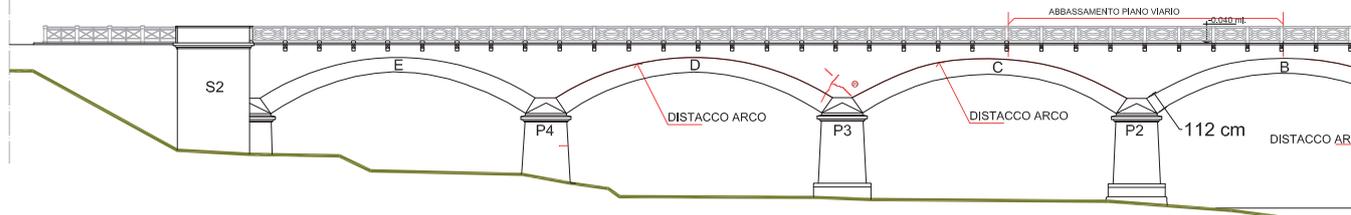
SEZIONE B-B scala 1:500



PROSPETTO DI MONTE B-B scala 1:500



PROSPETTO DI VALLE B-B scala 1:500



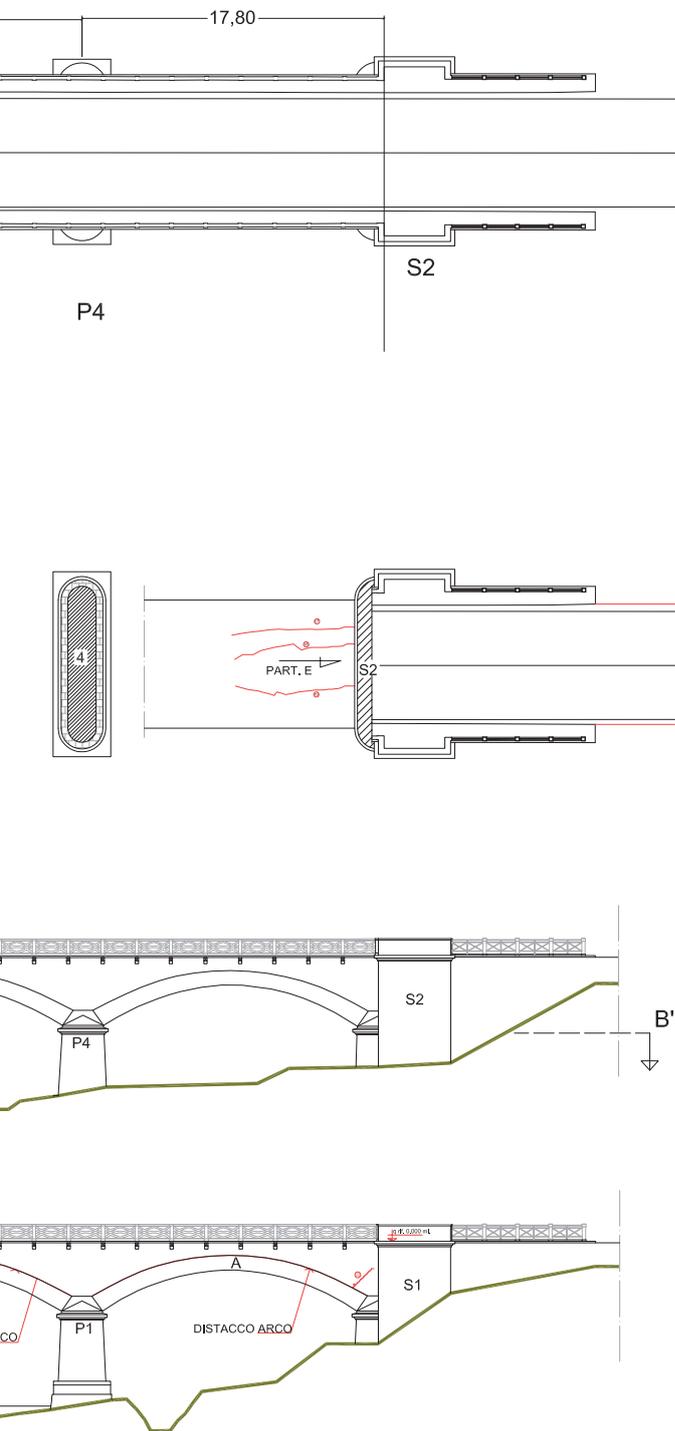
**2.3 Stato di conservazione e patologie**

A partire dal 2001 i consueti controlli di manutenzione dell'infrastruttura avevano evidenziato un progressivo cedimento verticale ed una rotazione verso monte della pila n. 2 con un conseguente abbassamento dei due bordi esterni dell'impalcato di 40 e 100 mm e con uno spostamento del piano viario in dire-

zione trasversale pari a 120 mm (Fig. 3).

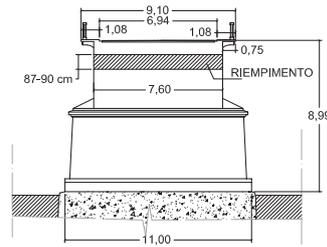
Il conseguente quadro fessurativo della struttura era caratterizzato da lesioni di ampiezza superiore a 10 mm nella corona muraria esterna della pila 2 e da evidenti segni di distacco tra i timpani laterali e gli adiacenti archi portanti in muratura (Fig. 4).

In fondazione erano inoltre presenti segni

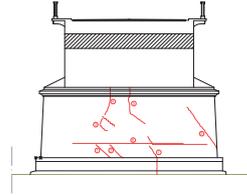


evidenti di scalzamento e cavitazione. Come evidenziato in precedenza le indagini geologiche avevano rivelato la presenza di una lente di materiale coesivo di scarse caratteristiche meccaniche di circa 2 m di spessore ad una profondità di poco inferiore ad 1 m al di sotto della base dei plinti delle pile (Fig. 5).

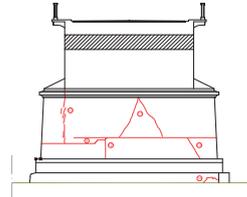
SEZIONE A-A'



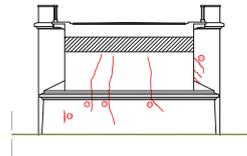
PART. A



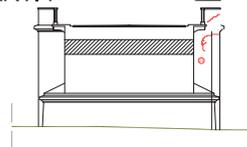
PART. C



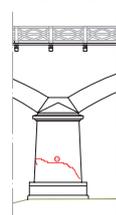
PART. E



PART. F



PART. D



PART. B

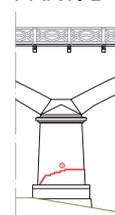


Fig. 3 Rilevamento geometrico della struttura pre-intervento e quadro fessurativo. In rosso si evidenziano le lesioni più significative. Si noti lo scorrimento di 120 mm dell'impalcato indotto dalla rotazione della pila 2 nel piano trasversale.

2.4 Il consolidamento delle fondazioni originarie

Per evitare il progredire dei fenomeni di danneggiamento alla pila 2 e l'insorgere di analoghi problemi alle altre pile, nel 2004 fu progettato ed eseguito un intervento di consolidamento delle sole fondazioni che prevedeva la realizzazione di una serie di corone di

Fig. 4  
(dall'alto verso il basso)  
Distacchi dell'arco dai  
timpani murari, lesioni alla  
base della pila 2 e  
dettaglio delle lesioni delle  
pile.



micropali valvolati a protezione delle fondazioni di ciascuna pila, collegati in sommità ad un plinto in c.a. a forma di doppio rostro esagonale di altezza pari a 1,4 metri, a sua volta collegato alla base delle pile in muratura mediante barre passanti in acciaio ad alta resistenza senza post tensione (micropali e corone sono riportati in Fig. 7). Per il trasferimento dei carichi verticali dalla pila alle corone dei pali si contava esclusivamente sulla resistenza a taglio delle barre (dowel action) e sulla coesione tra vecchio e nuovo plinto. Ciascuna pila è stata pertanto rinforzata con 70 micropali, profondi 17 m, aventi diametro esterno di perforazione pari a 240 mm ed armatura tubolare metallica di diametro esterno pari a 170 mm con spessore della camicia pari a 10 mm.

### 2.5 La chiusura del ponte

Indagini successive all'intervento sopradescritto, condotte mediante l'utilizzo di martinetti piatti sugli archi in muratura del ponte, evidenziarono elevate tensioni permanenti indotte dai cedimenti avvenuti in precedenza. Era inoltre rilevato come la struttura non rispettasse i coefficienti minimi di sicurezza sotto le azioni di progetto per i carichi gravitazionali previsti per i ponti di prima categoria (DM LL. PP. 6 Maggio 1990 (DM, 1990) e per le azioni sismiche per le infrastrutture d'importanza strategica (OPCM 3274/2004 e OPCM 3431/2005 (OPCM, 2005)).  
Come già anticipato, a tali valutazioni conse-

Fig. 5  
Sezione litostratigrafica e di progetto (in rosso il nuovo ponte). Si notano (in marrone) la lente limosa-argillosa immediatamente sottostante i plinti di fondazione originari e l'intervento di consolidamento delle fondazioni mediante micropali.

### SEZIONE LONGITUDINALE GEOLOGICA E DI PROGETTO scala 1:500

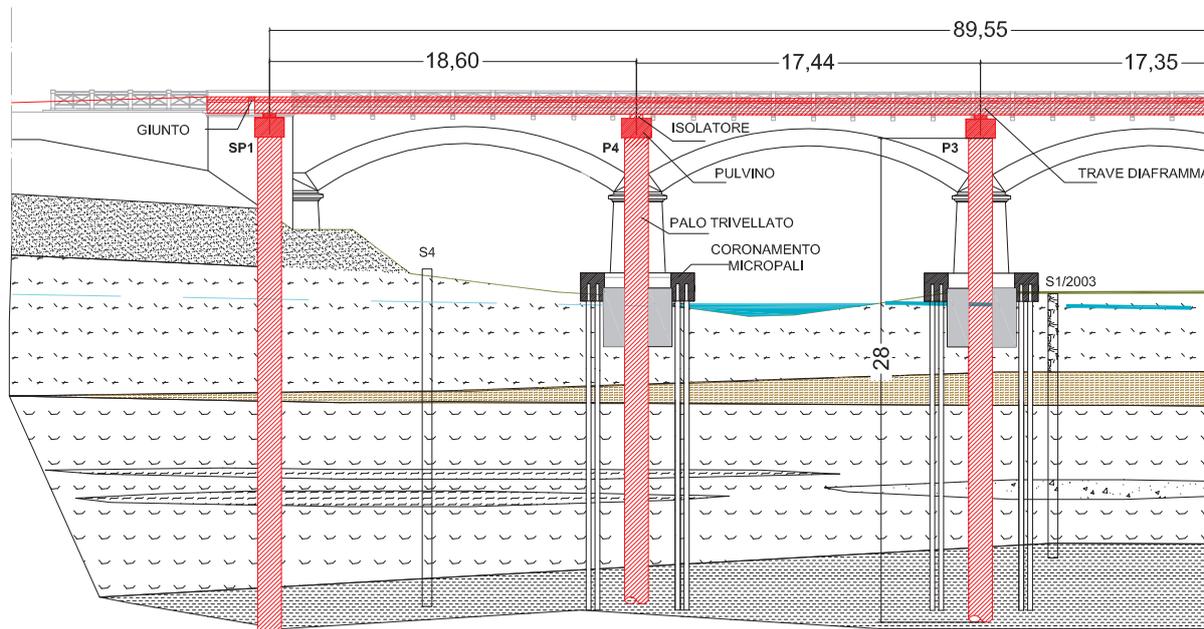




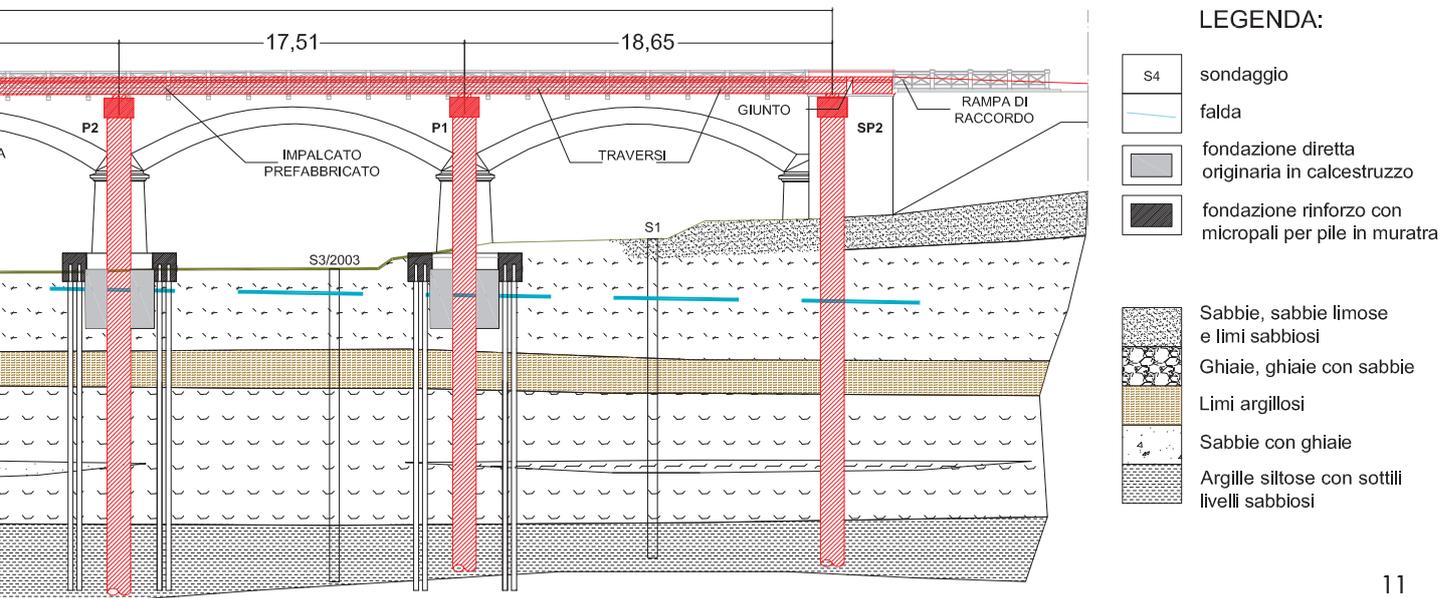
Fig. 6  
Guadi temporanei per il  
transito pedonale e per gli  
autoveicoli.

guì la chiusura del ponte nel giugno 2005, che peraltro obbligava ad un rapido intervento di adeguamento, anche a causa dell'assenza di validi percorsi alternativi. La predisposizione di un guado temporaneo (non adeguato al traffico dei mezzi pesanti e presidiato 24 ore su 24 dalla Protezione Civile a causa del pericolo di piene del corso d'acqua, contraddistinto da un regime idrico fortemente dipendente dagli eventi meteorici stagionali, Fig. 6) rappresentava solamente un palliativo temporaneo.

All'inizio di luglio l'Amministrazione Provinciale bandiva una gara di Appalto Concorso, finalizzata alla progettazione e alla realizzazione di un intervento che consentisse di ripristinare la regolarità della circolazione, utilizzando la procedura del Dialogo Competitivo, allora disciplinato dall'art. 29 della Direttiva 2004/18/CE (Dir.,

2006). Era ovviamente richiesto l'adeguamento delle strutture a tutte le norme vigenti. La gara prevedeva l'assegnazione dei punteggi di valutazione in relazione al merito tecnico del progetto, all'offerta economica e al tempo previsto per l'ultimazione delle opere. Il peso attribuito al primo e al terzo aspetto era ovviamente preponderante (90 punti sui 100 totali disponibili), poiché al secondo elemento era comunque posto un limite non superabile di 2.000.000 , comprensivo delle spese tecniche. Alla gara parteciparono nove concorrenti; nella scelta dell'aggiudicatario<sup>2</sup> risultò fondamentale il tempo di realizzazione offerto, indicato in quaranta giorni, reso peraltro possibile da scelte tecniche non convenzionali, che comportarono l'assegnazione di elevati punteggi anche in relazione al merito tecnico e che saranno descritte nel seguito.

<sup>2</sup> Nell'esperimento di gara risultò aggiudicataria l'A.T.I. composta dalle imprese: Rosi Giancarlo Costruzioni Srl (capogruppo), G.S. Costruzioni Generali Srl, Cagnini Costruzioni Srl, Costruzioni Edili Sirolesi Srl, Dell'Orso Perforazioni Srl, che partecipò presentando il progetto tecnico redatto dalla società di ingegneria Studio Calvi Srl.



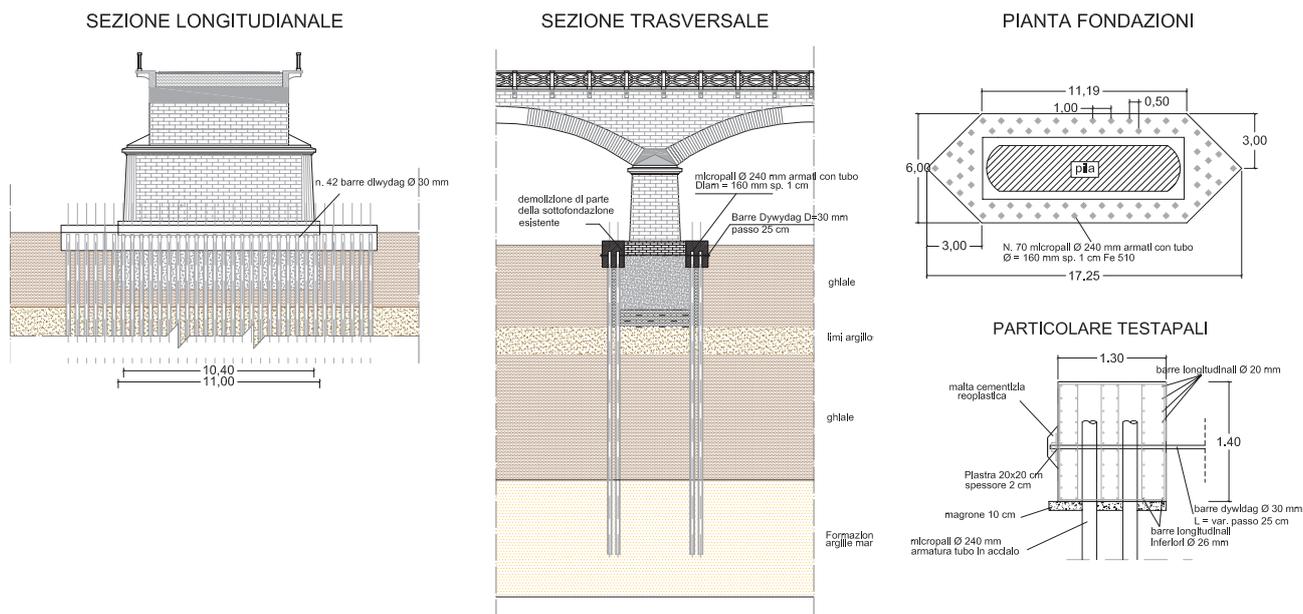


Fig. 7  
Intervento di consolidamento delle fondazioni in muratura.

### 3. Il progetto di consolidamento e di adeguamento sismico del ponte

#### 3.1 Esigenze e scelte progettuali

Come si è visto, le indagini preliminari alla stesura del progetto delineavano compiutamente la geometria del ponte in relazione ai vincoli piano-altimetrici, gli aspetti connessi al quadro visibile di danno ed il contesto idro-geologico e geotecnico.

Le necessità di un'elevata rapidità di intervento, le incertezze sulla reale situazione del ponte, la richiesta di prestazioni sismiche elevate suggerivano tuttavia di realizzare un ponte essenzialmente indipendente, almeno per quanto attiene alle verifiche statiche e dinamiche, che peraltro costituisse anche un rinforzo del ponte esistente, ed al tempo stesso si avvantaggiasse della presenza di questo ed eventualmente degli interventi di consolidamento già eseguiti in fondazione. Tale scelta avrebbe inoltre permesso di declassare l'importanza della struttura in muratura da strategica ad ordinaria in relazione ad eventi sismici, consentendo la riduzione delle relative azioni di progetto.

Ogni scelta progettuale doveva confrontarsi con l'esigenza di una inusuale velocità operativa, risultava, di conseguenza, indispensabile inquadrare ogni operazione all'interno di un crono-programma che dettagliasse ciascuno dei tre turni lavorativi previsti per ogni giornata di esecuzione dei lavori al fine di evitare intralci tra le differenti lavorazioni che dovevano essere di tipo rigidamente sequenziale ma anche reciprocamente interconnesse. Non trascurabile era l'esigenza di confrontarsi con

i tempi di produzione e di consegna dei materiali, anche in relazione alla chiusura estiva di prefabbricatori e produttori di isolatori (si ricordi l'inizio dei lavori al 23 luglio). Era, inoltre, indispensabile prevedere soluzioni di intervento alternative che potessero essere adottate nell'evenienza in cui, nel corso dei lavori, fossero emerse difformità delle strutture esistenti rispetto a quanto evidenziato ed ipotizzato in sede di progettazione esecutiva.

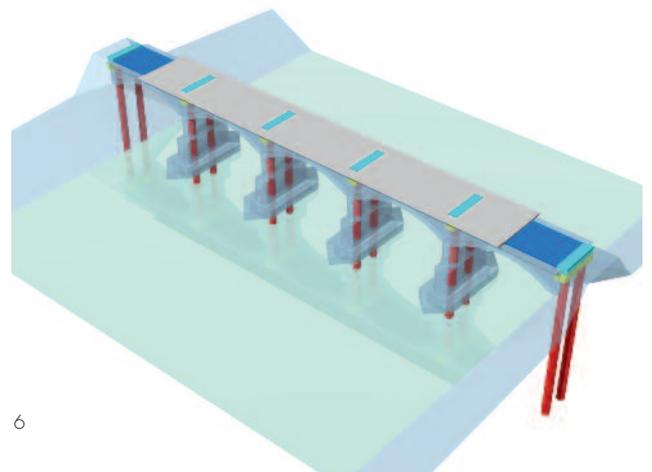
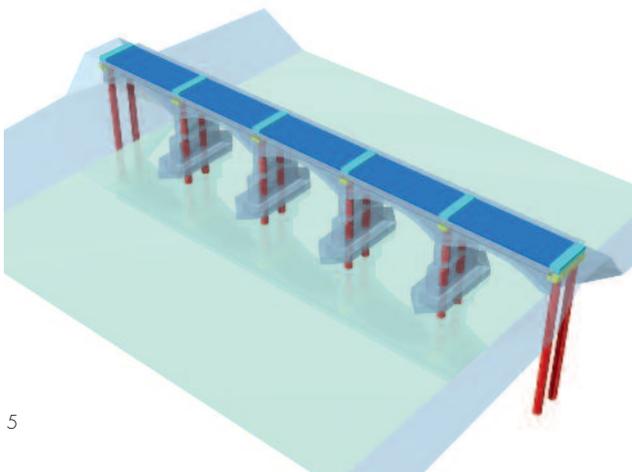
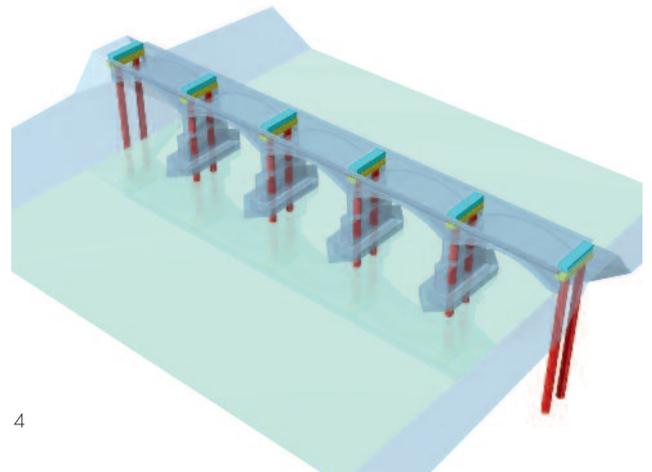
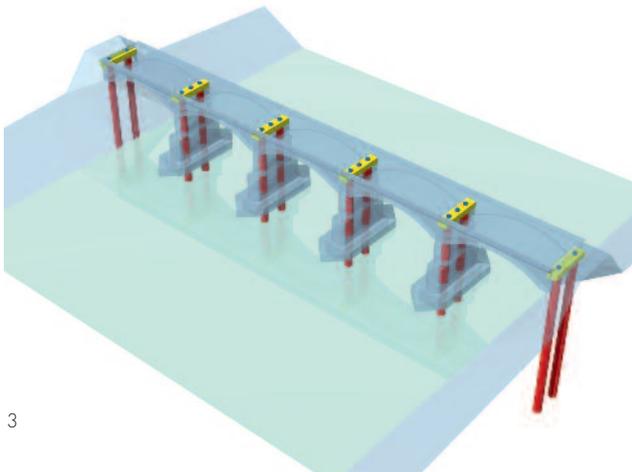
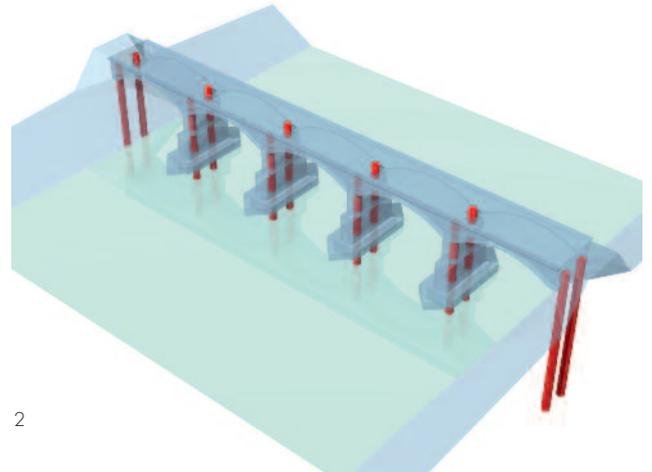
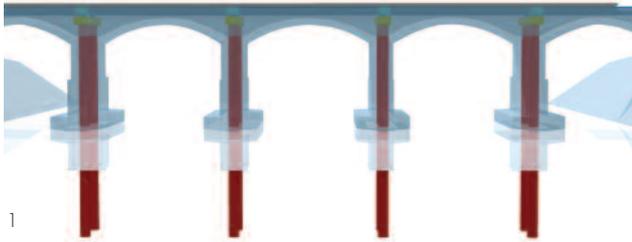
L'idea progettuale è così semplice da apparire banale (Fig. 8, 9 e 10):

- inserire due pali trivellati di grande diametro in corrispondenza di ogni pila, in modo da costituire ad un tempo fondazioni profonde e pile a telaio;
- collegare ciascuna coppia di pali con un traverso in c.a., utilizzando lo spazio tra imposte degli archi e piano stradale, ottenuto svuotando il ponte del materiale di riempimento;
- collocare al di sopra dei trasversi un sistema di isolamento sismico;
- realizzare un impalcato continuo con travi prefabbricate e soletta di completamento gettata in opera, con trasversi in corrispondenza di ciascun sistema di isolamento e sbalzi laterali che consentissero un allargamento della sede viaria al di sopra del ponte esistente.

Il sistema strutturale principale così sinteticamente descritto andava poi completato con impermeabilizzazione, finiture, parapetti, giunti di estremità, illuminazione, sistema di smaltimento delle acque meteoriche, e segnaletica.



Fig. 9  
Schemi delle fasi d'intervento. Dall'alto a sinistra: vista in sezione, realizzazione dei pali trivellati, getto dei pulvini e posa degli isolatori, travi diaframma, posa delle travi prefabbricate e getto delle travi diaframma, soletta superiore con gli sbalzi laterali.



SEZIONE LONGITUDINALE

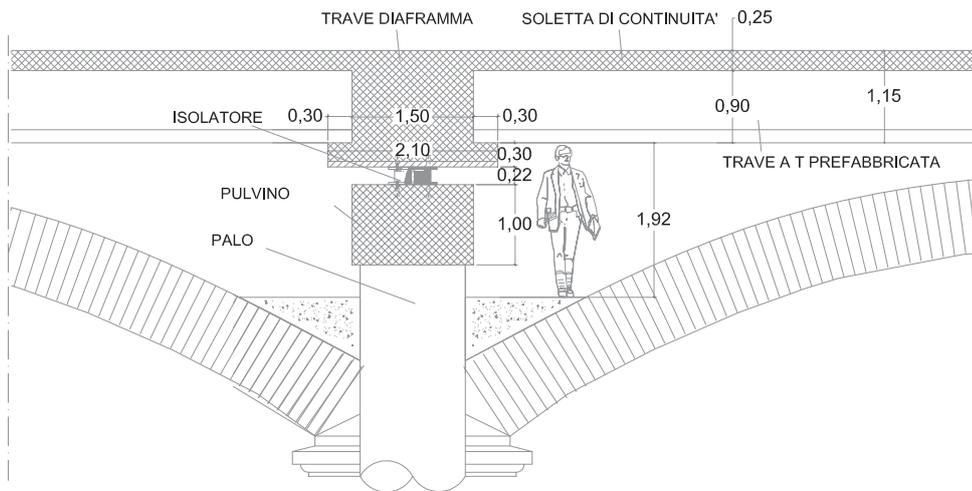
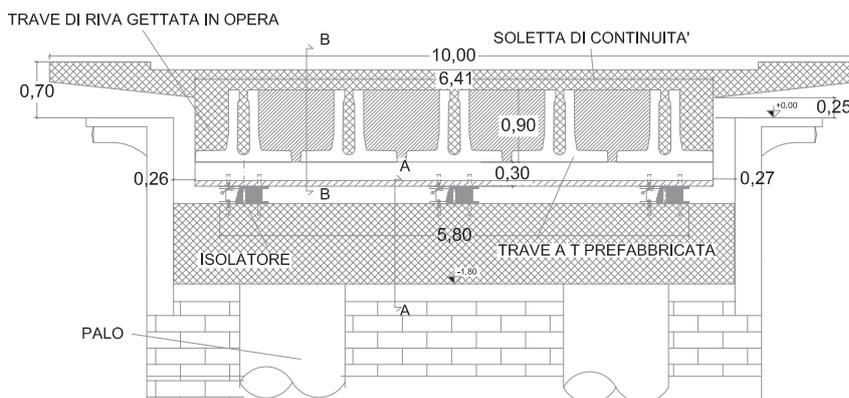


Fig. 10  
Sezione longitudinale e trasversale.

SEZIONE TRASVERSALE



3.2 Considerazioni progettuali preliminari

Sulla base della logica sinteticamente descritta, si è proceduto ad una progettazione preliminare dell'opera, in relazione alle azioni sismiche, considerate predominanti. Le considerazioni fondamentali sono riassunte nel seguito. Una stima del peso totale dell'impalcato ( $W_D$ ) è stata effettuata ipotizzando, in via del tutto ipotetica, un peso per metro quadrato di soletta, comprensivo di tutti i carichi permanenti, di 25 kN/m<sup>2</sup>, ottenendo:

$$W_D = b \cdot l \cdot 25 = 10 \cdot 91 \cdot 25 = 22.750 \text{ kN} \quad (1)$$

in cui:

$b$  = larghezza dell'impalcato  
 $l$  = lunghezza dell'impalcato

Che corrisponde ad una massa totale ( $M_D$ ) pari a circa:

$$M_D = \frac{W_D}{g} = \frac{22.750}{9,81} = 2.319 \frac{\text{kN s}^2}{\text{m}} \quad (2)$$

Dall'esame dei possibili spettri elastici di progetto (Fig. 12) si è stimata in 250 mm la massima domanda di spostamento attesa. Si noti infatti che gli spettri in spostamento previsti dall'OPCM 3274/2003 sono caratterizzati da uno spostamento costante per periodi eccedenti i 2,5 s. Assumendo dunque di progettare per un periodo di 2 s (200 mm di spostamento<sup>3</sup>), l'incertezza della domanda deriva unicamente dallo smorzamento ottenibile dagli apparecchi di isolamento. Tale smorzamento ( $\xi$ ) è com-

<sup>3</sup> Valore preliminarmente compatibile con l'ingombro geometrico del nuovo impalcato rispetto ai timpani esistenti in muratura ai fini di evitare il martellamento delle strutture. Per maggiori dettagli cfr. Displacement-based seismic design of structures [13].

preso tra valori dell'ordine del 7% per isolatori in gomma a basso smorzamento e dell'ordine del 17% per isolatori ad alto smorzamento<sup>4</sup>. Utilizzando il fattore  $\eta$ , per correlare la riduzione della domanda di spostamento allo smorzamento, valutato mediante l'equazione (3):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \quad 7 \leq \xi \leq 17 \quad (3)$$

si ottengono valori compresi tra il 91 ed il 68%, corrispondenti ad una riduzione compresa tra il 9 e il 22% (18 e 44 mm relativamente all'ipotetica richiesta di spostamento pari a 200 mm) rispetto al corrispondente spettro elastico ricavato assumendo uno smorzamento del 5%, tipico di strutture in c.a. gettate in opera.

Dai calcoli sommari e dalle ipotesi<sup>5</sup> sin qui descritte, possono essere stimate:

- le forze verticali permanenti da trasmettere a pile e spalle sono approssimativamente<sup>6</sup>:

$$V_{PILE} = \frac{W_D}{n_c} = \frac{22.750}{5} = 4.550 \text{ kN} \quad (4)$$

$$V_{SPALLE} = \frac{V_{PILE}}{2} = \frac{4.550}{2} = 2.275 \text{ kN}$$

in cui  $n_c$  è il numero delle campate di eguale lunghezza (5 nel caso in esame).

- la rigidità totale richiesta al sistema di isolamento (con  $T_{is} = 2$  s):

$$K_{is} = \frac{4\pi^2 \cdot M_D}{T_{is}^2} = \frac{4\pi^2 \cdot 2.319}{4} \quad (5)$$

$$K_{is} = 22.864 \text{ kN/m} \approx 22.9 \text{ kN/mm}$$

- le forze orizzontali da trasmettere ai traversi per ciascuna pila e per le spalle:

$$H_{PILE} = \frac{K_T \cdot \Delta_{is}}{5} = \frac{22.9 \cdot 200}{5} = 916 \text{ kN} \quad (6)$$

$$H_{SPALLE} = \frac{H_{PILE}}{2} = \frac{916}{2} = 458 \text{ kN}$$

È del tutto evidente che quanto qui sommariamente esposto costituisce una estrema sintesi dei calcoli progettuali preliminari, ma è altresì evidente che le indicazioni quantitative ottenute costituiscono una base ragionevole per il predimensionamento delle strutture e per la ricerca degli apparecchi da utilizzare per il sistema di isolamento.

### 3.3 Fondazioni

Come si è visto, il progetto prevedeva la realizzazione di due pali trivellati di grande diametro (1200 mm) all'interno di ciascuna pila e delle spalle, per una profondità di circa 30 metri. I pali avrebbero svolto la duplice funzione di fondazioni indirette e di pile per il nuovo impalcato andandosi ad intestare nel sub-strato marnoso, cautelativamente ad una profondità leggermente maggiore rispetto al terreno interessato dal bulbo di base dei micro-pali trivellati realizzati in precedenza. La dimensione dei pali avrebbe consentito di andare a tagliare manualmente le barre passanti ad alta resistenza precedentemente collocate per il rinforzo delle fondazioni altrimenti difficilmente superabili nel corso della perforazione.

### 3.4 Traversi e sistema di isolamento

Il pulvino in cemento armato gettato in opera che avrebbe collegato ciascuna coppia di pali è stato progettato con sezione di 1,5 m di larghezza e 1 m d'altezza, in modo da assicurare un adeguato comportamento a telaio nella direzione trasversale ai due pali-pila, ma anche da assorbire le azioni verticali trasmesse dal sistema di isolamento, costituito da tre apparecchi in gomma ad alta dissipazione per ciascuna pila. La scelta di utilizzare tre apparecchi per pila non è derivata da considerazioni concettuali, ma dalla necessità di disporre immediatamente degli apparecchi. È stata quindi verificata preliminarmente la disponibilità di apparecchi con capacità di spostamento adeguata alle valutazioni preliminari effettuate sulla base di spettri di progetto in spostamento e delle corrispondenti proprietà in termini di rigidità orizzontale e di capacità portante verticale. Sono risultati disponibili isolatori modello HDN450, prodotti da ALGA S.p.a., costruiti con gomma di

<sup>4</sup> Per maggiori dettagli cfr. Displacement-based design of structures (Priestley et al., 2008).

<sup>5</sup> Le valutazioni sono elaborate nell'ipotesi in cui il contributo deformativo delle pile sia trascurabile ai fini della valutazione del periodo proprio dell'impalcato e si possa pertanto convenientemente applicare il metodo dell'analisi statica lineare come illustrato con maggiore dettaglio in § 9.7.3 dell'Allegato 3 dell'OPCM 3431/2005 e in § 7.10.5.3.1 del DM 14-01-2008.

<sup>6</sup> Trascurando gli effetti iperstatici indotti dalla continuità flessionale dell'impalcato in seconda fase.

durezza normale, capacità di carico verticale allo stato limite ultimo in assenza di sisma pari a 4.700 kN, ridotta in presenza di sisma a 2.000 kN, capacità di spostamento pari a 200 mm. Sul pulvino di ciascuna pila sono stati quindi collocati tre apparecchi, come si è detto, mentre due apparecchi sono stati utilizzati per ciascuna spalla, in considerazione del ridotto carico verticale e con il fine di distribuire le rigidità coerentemente con la distribuzione delle masse limitando le sollecitazioni trasversale sull'impalcato (Fig. 8).

La rigidità elastica di ciascun isolatore era di 1,27 kN/mm, lo smorzamento viscoso equivalente era pari al 10% circa, un valore cui corrisponde un fattore di riduzione della domanda di spostamento dell'82%, calcolato applicando la (OPCM, 2003) già utilizzata preliminarmente. L'accessibilità agli isolatori è stata resa possibile grazie all'altezza libera compresa tra l'intradosso del nuovo impalcato e l'estradosso dell'arco esistente, pari a circa 1,9 m in corrispondenza delle pile, consentendo pertanto il controllo e la manutenzione degli apparecchi (Fig. 10). In chiave agli archi il franco verticale tra le due strutture è pari a poco più di 70 mm e garantisce l'indipendenza strutturale. Le distanze tra nuovo impalcato e timpani laterali sono ovviamente superiori allo spostamento di progetto così come i varchi dei giunti d'estremità per il dimensionamento dei quali si sono inclusi gli effetti di dilatazione termica dell'impalcato.

### 3.5 L'impalcato

Al di sopra dei pulvini era prevista la realizzazione di un impalcato continuo, di lunghezza totale pari a 91 m misurata tra i giunti di dilatazione di estremità.

L'impalcato progettato è costituito da un graticcio di cinque travi longitudinali precomprese in c.a. di lunghezza pari a circa 16,5 m per ciascuna campata. La ripartizione trasversale dei carichi è garantita da tre traversi gettati in opera intermedi (sezione di altezza pari a 1,1 m e larghezza pari a 0,6 m) per ciascuna delle cinque campate e da sei travi diaframma, (sezione di altezza 1,45 e larghezza 1,5 m) poste in corrispondenza di pile e spalle, sostenute dagli isolatori (Fig. 10 e 11).

Come si è detto, anche la scelta delle travi prefabbricate è stata dettata da un'indagine di mercato su quanto immediatamente disponibile. Sono state adottate travi a T rovescio con altezza pari a 0,9 m e larghezza pari a 1,2 m, realizzate per estrusione con vibro-finitrice.

Questa particolare tecnica costruttiva ha consentito la realizzazione delle travi in dieci giorni lavorativi. Il completamento dell'impalcato prevedeva la realizzazione di una soletta collaborante superiore di spessore pari a 250 mm. L'interasse longitudinali delle travi è di 1,3 m e la soletta superiore di collegamento è stata resa collaborante mediante l'inserimento di armature e del successivo getto nel nocciolo cavo interno all'anima di ciascuna trave. L'estrusione delle travi infatti non consente di avere armatura in continuità ed obbliga ad adottare forme di collegamento meccanico basate sulla geometria della sezione.

In corrispondenza delle zone d'innesto con le travi diaframma è stato armato e, successivamente, gettato in opera lo spazio compreso tra le anime delle travi prefabbricate adiacenti per una lunghezza di 1,5 m lungo l'asse del ponte, al fine di garantire sufficiente resistenza alle azioni taglianti e flessionali generate dalla continuità dell'impalcato (Fig. 11).

Il piano viario dell'impalcato è stato allargato di circa 1 metro su ciascun lato, realizzando due mensole di spessore variabile con legge lineare (altezza massima 0,35 in corrispondenza della trave di riva e minima 0,18 m in punta allo sbalzo). La luce dello sbalzo è pari a 1,8 m misurata a partire dall'innesto con le travi di riva, adeguatamente rinforzate mediante il getto in opera di una trave integrativa a sezione trapezoidale per resistere alle sollecitazioni torcenti (Fig. 8, 11 e 33). Grazie a tale accorgimento è stato possibile ampliare la larghezza della carreggiata stradale, inserire una barriera di protezione per i marciapiedi laterali (omologata di classe H2 e realizzata in acciaio corten e legno per ridurre l'impatto ambientale) e adeguare la larghezza dei marciapiedi alle norme vigenti anche in merito all'abbattimento delle barriere architettoniche (Fig. 14 e 17).

La massa totale dell'impalcato, comprensiva dei carichi permanenti è risultata pari a circa 2.090 t, un valore non lontano da quello di 2.319 t ipotizzato preliminarmente.

La percorribilità del ponte in caso di evento sismico allo stato limite di servizio è garantita dall'elevata capacità di spostamento (+/- 130 mm) dei giunti di dilatazione in gomma lamellare armata (Fig. 14) collocati alle estremità del ponte.

Il posizionamento del nuovo impalcato ha comportato l'innalzamento del piano viario di circa 0,95 m, si è pertanto prevista una rimodellazione delle rampe d'accesso ed il raccordo con la viabilità esistente. Tali operazioni hanno impo-



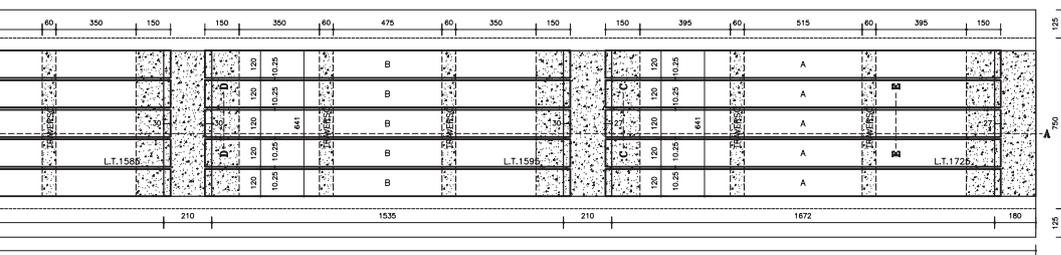
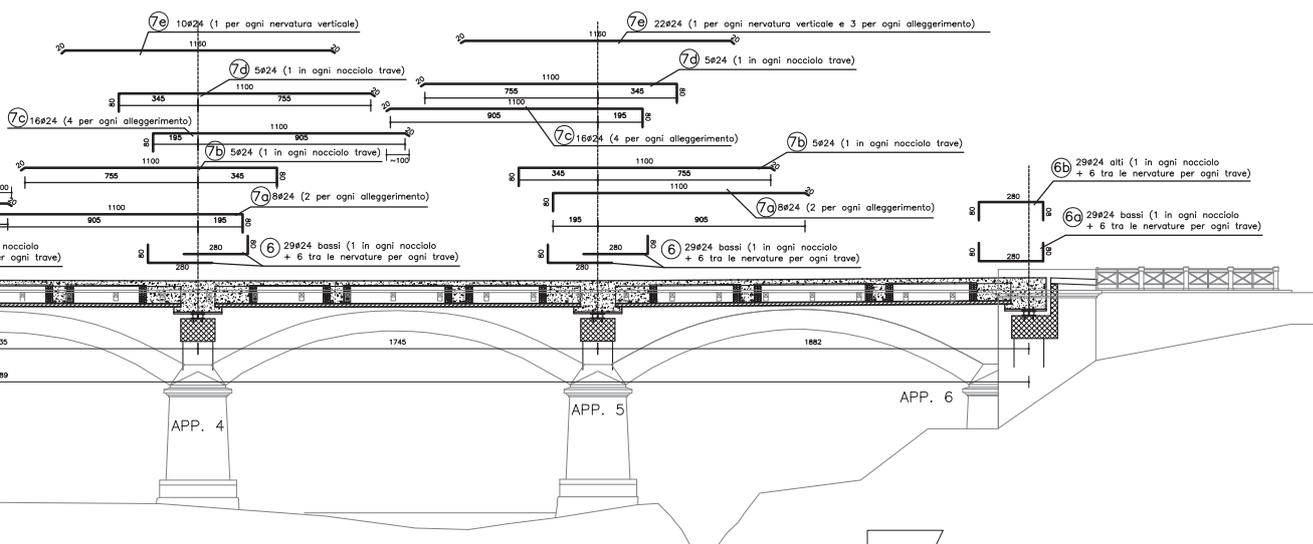
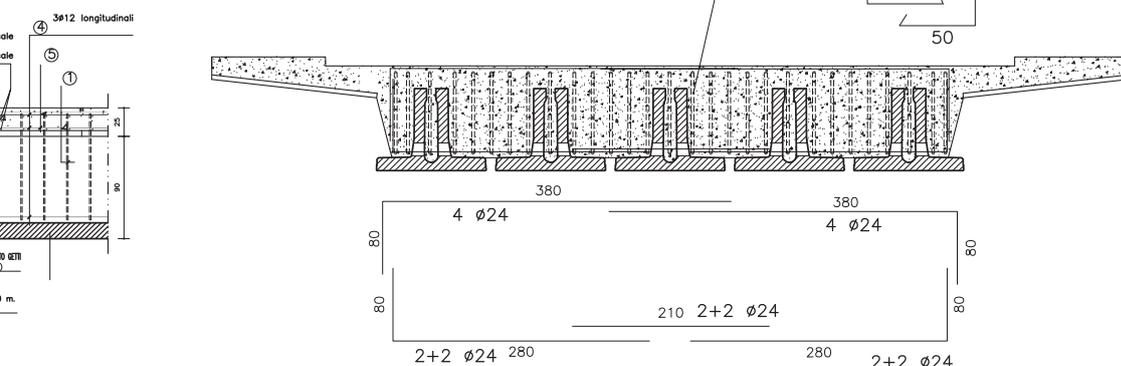


Fig. 11  
Impalcato e dettagli armature  
vedi tavola autocad.



### SEZIONE SUI TRAVERSI INTERMEDI



- fattore  $\eta$  di riduzione dello spettro per lo smorzamento isterico che, coerentemente con quanto riportato in equazione (3), risulta pari a 0.82.

Per effettuare le verifiche sismiche si ricavano quindi gli spettri di progetto. Applicando quanto prescritto dall'allegato 3 dell'OPCM 3431/2005 analogamente a quanto effettuato all'epoca della progettazione dell'opera

si ottiene:

- evento sismico di progetto di forte intensità, caratterizzato da un periodo medio di ritorno ( $T_R$ ) commisurato all'importanza dell'opera, pari a 475 anni per le verifiche allo Stato Limite Ultimo;
- categoria di importanza<sup>8</sup> I, per ponti di importanza critica, cui corrisponde, a livello di combinazione di carico, un incremento del 30% ( $\gamma_1 = 1,3$ ) delle ordi-

<sup>7</sup> Nell'ipotesi di una distribuzione della rigidità degli isolatori proporzionale alle masse gravanti sugli isolatori medesimi.

<sup>8</sup> Come prescritto dall'OPCM 3431/2005 si calcola il valore di massa generato dai carichi di peso proprio e permanenti, a proposito dell'innovazione introdotta dal DM 14-01-2008 relativamente all'inclusione nelle masse sismiche dei carichi mobili si veda quanto al 3.2.4 del TU/2008.

- nate spettrali calcolate per  $T_R = 475$  anni;
- categoria di suolo di fondazione C;
- zona sismica 2 cui corrisponde  $\alpha_g^9 = 0,25$  g con riduzione, nel caso specifico, del 20% per quanto riportato dalla mappatura [6] Si ricava  $\alpha_g = 0,20$  g;
- spettro di risposta elastico in accelerazione dato da:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (9)$$

in cui:

$S = 1.25$ ;  $T_B = 0.15$ s;  $T_C = 0.5$ s;  $T_D = 2.5$ s<sup>10</sup> (per categoria di suolo C)

- riduzione delle ordinate spettrali per tutto il campo di periodi  $T \geq 0.8 T_{is}$ <sup>11</sup> ottenuto tramite il coefficiente riduttivo  $\eta$  corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema di isolamento calcolato come riportato in equazione (3).
- spettro di risposta elastico in spostamento ricavato da:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (10)$$

Nella Figura 12 si riportano in forma grafica i risultati ottenuti dalle ipotesi sopra riportate. Lo spostamento di progetto allo SLU per la struttura in esame ( $T_{is} = 2$  s) è pari a 166 mm. Nella tabella successiva si evidenzia la sensibilità del risultato alla variazione di smorzamento ( $\xi_{is}$ ) e fattore d'importanza ( $\gamma_I$ ).

Tabella 2 - Valori dello spostamento atteso (e dell'accelerazione) secondo OPCM 3431/2005 per l'impalcato in relazione a  $\eta_I$  e  $\xi_{is}$

$\eta_I = 1,0$ <sup>13</sup>	$\eta = 1,3$ <sup>14</sup>	
$\xi_{is} = 5\%$	157 mm (0,158 g)	205 mm (0,206 g)
$\xi_{is} = 10\%$	127 mm (0,128 g)	166 mm (0,167 g)
$\xi_{is} = 17\%$	102 mm (0,103 g)	138 mm (0,139 g)

È interessante raffrontare i risultati ottenuti in precedenza con quanto si otterrebbe applicando le Norme Tecniche di cui al DM 14-01-2008<sup>15</sup>.

- il dimensionamento degli elementi strutturali si effettua allo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV);
- la verifica della capacità di spostamento degli isolatori si effettua allo Stato limite di collasso (SLC)<sup>16</sup>;
- la vita nominale ( $V_N$ ) della costruzione

discende dal tipo di costruzione (nel caso in esame si tratta *un ponte di importanza strategica*) ed è pari a 100 anni<sup>17</sup>;

- per la scelta della classe d'uso si deve optare tra III (*ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazione d'emergenza*), cui corrisponde un coefficiente d'uso ( $C_u$ ) pari a 1,5 che incrementa il periodo di ritorno dell'evento di progetto allo SLU a  $T_R = 1424$  anni oppure IV (*ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle*

<sup>9</sup> Cfr. OPCM 3274/2003 §4-

<sup>10</sup> Accelerazione di ancoraggio dello spettro elastico al suolo.

<sup>11</sup> Cfr. OPCM 3274/2003 § 9.6.1.

<sup>12</sup> Periodo della struttura isolata.

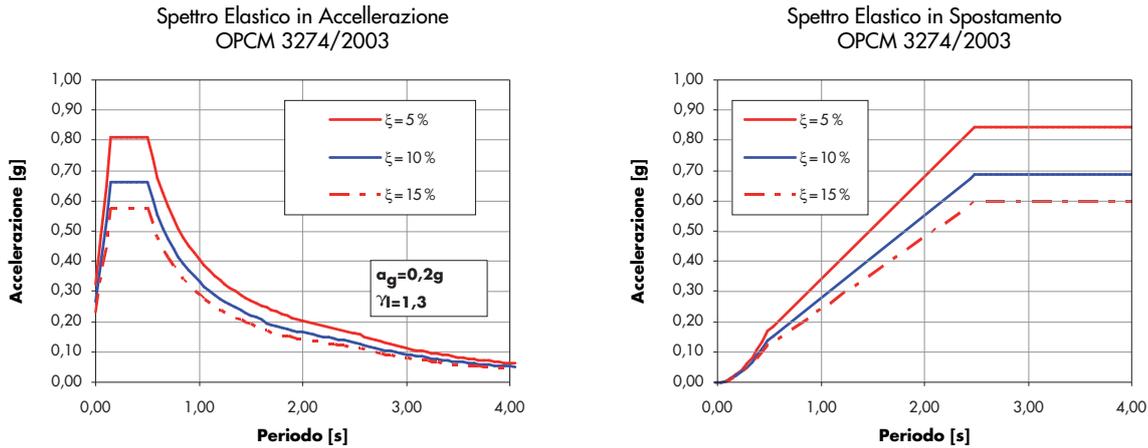
<sup>13</sup> Periodo di ritorno 475 anni.

<sup>14</sup> Periodo di ritorno incrementato per l'importanza dell'opera mediante l'amplificazione delle azioni spettrali.

<sup>15</sup> Per maggiori dettagli si veda §3.2.

<sup>16</sup> Secondo quanto riportato nella Bozza della circolare esplicativa del TU/2005 aggiornamento 7-3-2008 (NTC, 2008).

<sup>17</sup> Anche l'adozione di una  $V_n$  di 50 anni in abbinamento ad una classe d'uso IV potrebbe essere molto probabilmente accettabile se adeguatamente discussa tra Progettista e Committenza.



- vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico) a cui è associato  $C_u = 2.0$  che implica  $T_R = 1898$  anni<sup>18</sup>;
- la categoria di suolo di fondazione è C ma si effettua la valutazione dello spettro anche per il tipo B al fine di valutare le innovazioni introdotte dalla nuova normativa (l'OPCM 3431/2005 non differenziava le categorie B e C);
  - la categoria topografica è T1;
  - lo spettro di risposta elastico in accelerazione è dato da:

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (F_0 \cdot \eta - 1) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (11)$$

per  $T_R = 1898$  anni:  $a_g = 0,288$  g e  $F_0 = 2,498$   
 per  $T_R = 1424$  anni:  $a_g = 0,262$  g e  $F_0 = 2,481$

- $S, T_B, T_C$  e  $T_D$  dipendono da tempo di ritorno e da categoria di sottosuolo,
- lo spettro di risposta va ridotto per tutto il campo di periodi  $T_0.8 T_{is}$  assumendo per il coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ( $\xi_{esi}$ ) del sistema di isolamento.

La figura 13 evidenzia in forma sintetica quanto ricavato dal confronto tra le procedure progettuali previste dalle due normative (Fig. 13). Si nota che:

- gli effetti dello smorzamento viscoso sono i medesimi in entrambi i casi;
- nel caso analizzato, lo spostamento atteso previsto dall'DM 14-01-2008 nell'ipotesi di un periodo di ritorno di 1424 anni è di circa il 5% superiore a quello previsto dall'OPCM 3274. Tale differenza si incrementa sino al 16% per un periodo di ritorno di 1898 anni che, pur nell'assenza attuale di indicazioni normative dettagliate, potrebbe risultare eccessivamente penalizzante per il tipo d'opera progettata;

Fig. 12 Spettri elastici in accelerazione e in spostamento per suolo di tipo B e suolo di tipo C per differenti valori di smorzamento equivalente secondo OPCM3274/2003.

Tabella 3 - Valori dello spostamento atteso (e dell'accelerazione) secondo OPCM 3431/2005 per l'impalcato in relazione a  $T_R$  e coefficiente di suolo ( $\xi_{is} = 10\%$ )

	$T_R = 1424$ anni	$T_R = 1898$ anni
Suolo B	140 mm (0,141 g)	147 mm (0,148 g)
Suolo C	175 mm (0,176 g)	192 mm (0,193 g)
	+ 5% rispetto OPCM 3431/2005	+ 16% rispetto OPCM 3431/2005

<sup>18</sup> Per la scelta del coefficiente  $C_u$  risulterebbe necessario un confronto con la Committenza in relazione alle prescrizioni del DM 5-11-2001 [2] e ai piani di emergenza elaborati dal Dipartimento della Protezione Civile Nazionale; si considerano di seguito entrambe le ipotesi. L'ipotesi di un periodo di ritorno di 1898 anni è comunque la più gravosa prevista dalla nuova normativa.

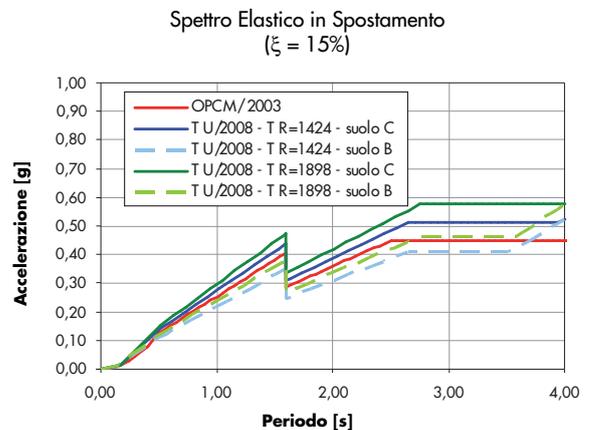
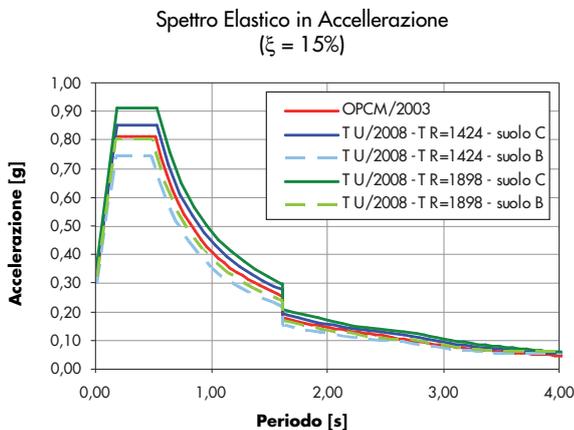
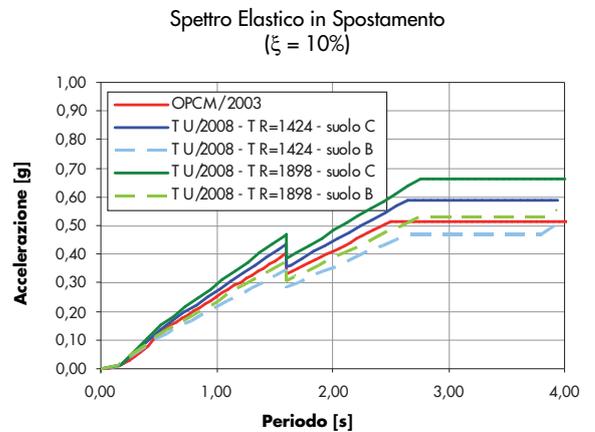
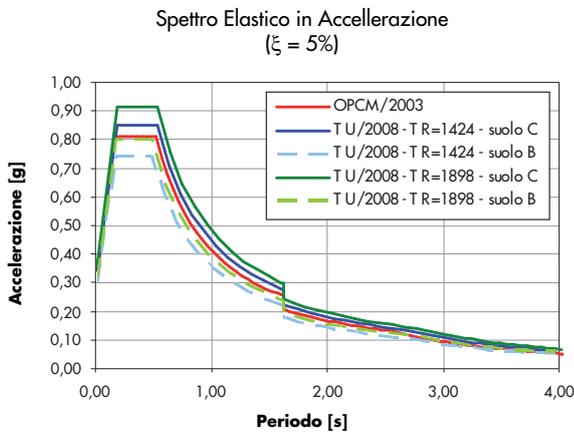
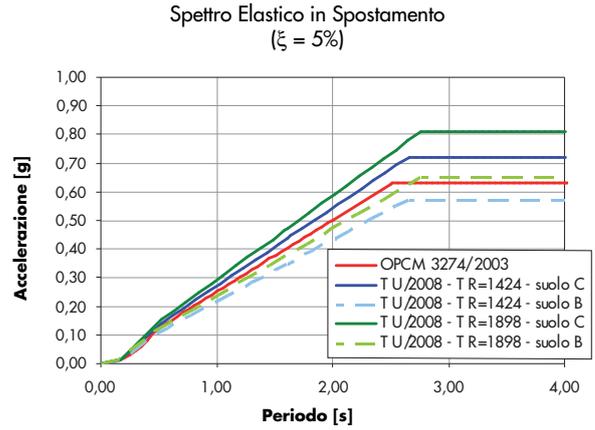
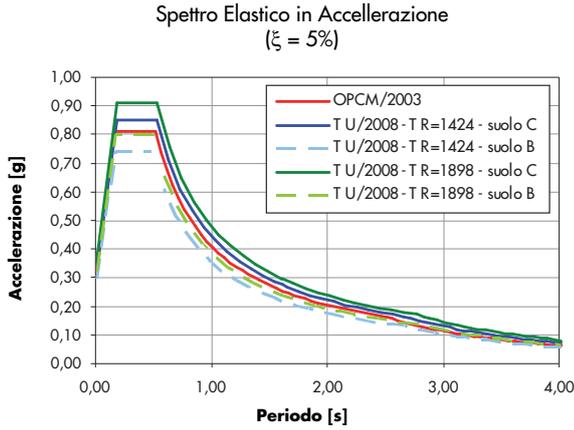


Fig. 13  
Confronto tra gli spettri calcolati secondo OPCM 3274/2003 e TU 28 -01-2008.

- la procedura proposta dal TU/2008 risulta a favore di sicurezza nell'ipotesi di terreno di tipo C;
- la procedura proposta dall'OPCM 3274 /2003 risulta più conservativa nell'ipotesi di un terreno di categoria B;
- la nuova normativa assegna un ruolo di fondamentale importanza alla Commitenza o agli Enti gestori delle Infrastrutture per la definizione delle azioni di progetto;
- le due progettazioni risultano comunque

conformi agli standard europei ed assolutamente coerenti tra di loro.

### 3.7 Il ponte in muratura

Conseguentemente alla realizzazione dell'intervento, la sicurezza del ponte esistente risulta incrementata in relazione ai seguenti aspetti:

- la presenza dei pali di grande diametro costituisce un rinforzo importante del sistema fondazionale;



- lo svuotamento parziale del ponte riduce in modo significativo la massa inerziale;
- il rinforzo dei timpani laterali di ciascun arco e degli allargamenti del ponte preesistente mediante chiodatura verticale con barre di acciaio ad alta resistenza (Fig. 15), leggermente pretese con chiave dinamometrica, e con l'introduzione di una coppia di tiranti orizzontali trasversali per ciascuna campata dell'arco in corrispondenza delle zone più alte dei timpani ad evitare il ribaltamento fuori piano;
- la mutata funzione, che non prevede più il sostegno dei sovraccarichi accidentali dovuti al passaggio dei veicoli, rende la struttura non strategica a seguito di un evento sismico. Il ponte esistente risulta integralmente conservato, senza modifiche sostanziali della sagoma. Le lesioni significative della muratura sono state iniettate con malte fluidificate di tipo moderatamente espansiva e l'intero paramento murario è stato oggetto di idropulitura e di ri-stilatura dei giunti.

### 3.8 Le finiture

Particolare attenzione è stata dedicata alle

## 4. L'esecuzione dei lavori

### 4.1 Operazioni preliminari

Come si è discusso, la realizzazione del progetto in quaranta giorni comportava la soluzione di problemi di esecuzione dei lavori che sono diventati parte integrante della progetta-

zione esecutiva. Per valutare la sicurezza della struttura nel corso dell'esecuzione delle operazioni di cantiere si è proceduto implementando un modello ad elementi finiti i cui risultati sono stati confrontati con una serie di prove a carico ciclico crescente eseguite su quattro delle cinque

finiture ed ai dettagli anche di carattere non strutturale. È stato realizzato un parapetto pedonale in acciaio secondo un disegno che richiamasse il parapetto in c.a. demolito nel corso dei lavori (Fig. 16 e 32).

I marciapiedi presentano una finitura superficiale elicoterata al quarzo, di colore rosso mattone, scelta per aumentarne la durabilità e per migliorare la percorribilità con ghiaccio ed acqua.

Il sistema di smaltimento delle acque comprende l'impermeabilizzazione del piano viario con una guaina liquida, una doppia pendenza trasversale del tappeto d'asfalto e due cunette di scarico convergenti in pluviali in rame in corrispondenza di ciascuna pila (Fig. 32).

Il ponte è stato dotato di due sistemi di illuminazione: uno di carattere tradizionale con pali collegati direttamente al nuovo impalcato (Fig. 37 e 39), un secondo collocato nell'intercapedine tra nuovo e vecchio impalcato a rimarcare la disgiunzione tra le due strutture evidenziandone da un lato l'indipendenza strutturale e dall'altro la profonda integrazione estetica.

Fig. 14

Dettaglio dei giunti. Si noti in corrispondenza del giunto in gomma lamellare armata l'interruzione della continuità del guard-rail e del marciapiede con l'utilizzo di una lastra in alluminio mandorlato antiscivolo fissata ad una sola estremità per oltrepassare il varco.

Fig. 15

Consolidamento dei timpani del ponte mediante barre verticali moderatamente posttense. I fori atte ad ospitare le barre sono stati eseguiti quasi fino all'intradosso dell'arco, si sono successivamente inserite le barre con ancorante di tipo epossidico bicomponente lasciando libero un breve tratto dell'estremità superiore della barra al fine di consentire la leggera posttensione mediante chiave dinamometrica.

Fig. 16

Dettaglio del parapetto e del marciapiede esistenti si noti lo stato di degrado dovuto all'espulsione dello stato corticale di calcestruzzo.



Fig. 17 - Finiture: nuovo parapetto in acciaio il cui disegno riprende quello sostituito, marciapiede con finitura antiscivolo e barriera stradale tipo H2 in acciaio corten e legno.



Fig. 18 - Viste laterali del ponte, si notano l'innalzamento del piano viario e il conseguente distacco tra il nuovo e il vecchio marciapiede evidenziato dal sistema di illuminazione interno in corrispondenza dei pulvini e delle travi diaframma.

campate (Fig. 19). Attraverso la lettura di comparatori centesimali analogici a lettura ottica è stato possibile verificare la linearità della risposta e l'assenza di deformazioni residue. Lo stato deformativo è inoltre risultato coerente con le previsioni ottenute mediante la simulazione numerica. Non è stata sottoposta a prove la campata in cui le indagini con i martinetti piatti avevano fornito i valori di tensione più elevati (3 MPa circa), organizzando i lavori in modo da evitare il transito sulla campata da parte dei mezzi pesanti, operando da entrambe le estremità del ponte ed utilizzando come collegamento l'adiacente guado temporaneo.

#### 4.2 Le perforazioni e i pali

Prima di procedere con le perforazioni è stato predisposto un sistema temporaneo provvisorio di cerchiatura esterna delle pile con tiranti

passanti post-tesi e travi di diffusione dello sforzo atte a confinare la corona esterna di muratura (Fig. 20 e 22). Sono poi state utilizzate due perforatrici (una su ciascun lato del ponte) completando un palo per perforatrice ogni ventiquattrore di lavoro, operando su turni continuativi.

Per ridurre le vibrazioni e l'inerzia torcente opposta dal materiale da asportare si è proceduto realizzando un pre-foro di 600 mm di diametro. I pali sono stati realizzati secondo uno schema alternato, in modo da evitare l'apertura contemporanea di due fori nella medesima pila; nella parte interrata sono stati utilizzati fanghi bentonitici di sostegno. La seconda perforazione su una pila veniva effettuata almeno trentasei ore dopo il getto del primo palo, con calcestruzzo a maturazione accelerata, in grado di garantire una resistenza media a compressione cilindrica a tren-



Fig. 19  
Prova di carico preliminare con il passaggio della perforatrice sul ponte esistente, si nota l'inadeguatezza del marciapiede e del parapetto.

Fig. 20  
Perforatrici all'opera, si notano le opere di provvisori per il fusto delle pile.

Fig. 21  
Perforazione di una pila.

Fig. 22  
Posa della gabbia d'armatura e getto di un palo.



tasei ore superiore a 20 MPa (Fig. 21 e 22). L'esecuzione dei pali nelle spalle è stata complicata dall'intercettazione di una successione di strati a durezza variabile, con presenza di pietra e legno, probabilmente dovuti alla tecnica costruttiva adottata per realizzare le spalle, in corrispondenza dell'imposta della fondazione dei muri di ripa.

Le barre ad alta resistenza, la cui presenza era nota, sono state tagliate con carotieri tipo Widian, ove possibile, oppure calando operai specializzati in lavori sotterranei all'interno

del foro, utilizzando un tubo forma di protezione e dispositivi di respirazione assistita.

#### 4.3 I pulvini e l'impalcato

Successivamente al getto dei pali si è proceduto con le operazioni di svuotamento delle campate e con la realizzazione dei pulvini, lasciando le opportune predisposizioni per gli isolatori (Fig. 23, 24 e 25).

Contemporaneamente sono stati consolidati i timpani degli archi e gli sbalzi in c.a. esistenti (Fig. 15).



Fig. 23 - Svotamento del ponte, si notano le teste dei pali già eseguiti con attraversamento a vuoto nei primi due metri circa. Sulla destra si nota l'operaio intento nel realizzare la buca d'accesso per l'ispezionabilità degli isolatori.



Fig. 24 - Prima metà del ponte svotata con i pulvini già realizzati.



Fig. 25 - Foto aeree del ponte svotato. Si notano i pulvini già realizzati.



Fig. 26 - Posa degli isolatori.



Fig. 27 - Posa del cassero a perdere prefabbricato delle travi diaframma.



Fig. 28 - Posa delle gabbie d'armatura delle travi diaframma precedentemente montate a piè d'opera.



Fig. 29 - Posa delle travi prefabbricate.



Fig. 30 - Posa degli sbalzi laterali. In primo piano il parapetto in muratura soprastante il muro d'ala sinistro della spalla e il retro del muro paraghiaia in cls realizzato per il sostegno della rampa di raccordo dovuta all'innalzamento del piano viario del ponte.



Fig. 31 - Puntellazione degli sbalzi laterali.



Fig. 32 - Sbalzi laterali ultimati si notano l'aggancio del sistema d'illuminazione e il sistema di smaltimento delle acque meteoriche in rame.



Fig. 33 - Armatura dei travi di irrigidimento trasversali dell'impalcato e trave trapezoidale di bordo.



Fig. 34 - Lamiera grecata utilizzata come cassero e connettori a taglio tra le travi prefabbricate e la soletta superiore dell'impalcato.



Fig. 35 - Vista della soletta prima del getto.



Fig. 36 - Fasi di getto della seconda metà della soletta superiore.



Fig. 37 - Collaudo strutturale dell'opera.



Fig. 38 - Apertura del ponte al traffico veicolare.

Si è poi proceduto con la posa degli isolatori (Fig. 26), dei casseri delle travi diaframma (Fig. 27) e delle relative gabbie d'armatura (Fig. 28), delle travi prefabbricate sostenute da dispositivi temporanei poggianti sulle parti più esterne di ciascun pulvino (Fig. 29). Le travi sono state movimentate con un'autogru dopo aver realizzato una pista d'accesso nell'alveo del fiume e deviando alternativamente il flusso dell'acqua con sbarramenti in terra. Il fondo delle travi diaframma è stato realizzato con una lastra prefabbricata calcolata per sostenere i carichi in fase di getto.

Gli sbalzi laterali sono stati realizzati con cassero costituito da lastre tralicciate auto-portanti in fase di getto e sono stati gettati in due fasi per limitare le sollecitazioni sui sistemi di sostegno provvisori poggianti sui timpani dell'arco (Fig. 30 e 31). In Figura 33 si nota la gabbia d'armatura della trave longitudinale trapezoidale, citata al paragrafo 3.5.

La cassetta inferiore della soletta è stata predisposta con l'utilizzo di lamiera grecata zincata. Nella soletta sono state ammassate le chiavi di taglio ed è stata disposta l'armatura

per resistere ai momenti negativi dovuti allo schema di continuità. (Fig. 34 e 35).

Ultimata la soletta l'impalcato è stato sollevato, operando progressivamente su ciascuna pila, per eliminare i sostegni temporanei e trasferire il carico sugli isolatori. Il sollevamento è avvenuto con martinetti piatti di tipo idraulico introdotti in apposite nicchie (di altezza 220 mm) predisposte tra il pulvino e il fondo delle travi diaframma, da utilizzarsi anche per l'eventuale sostituzione degli isolatori. Il sollevamento è avvenuto con 2 martinetti per pila. Si è fatto ampio ricorso all'utilizzo di calcestruzzi con additivi acceleranti (classe XF4), è stato così possibile caricare la soletta con le macchine per l'esecuzione dell'asfaltatura dopo quattro giorni di maturazione (comunque successivamente all'esecuzione di prove a rottura su provini prelevati nel corso delle operazioni di getto).

L'ultimazione dei lavori è avvenuta il 1 settembre ed il ponte è stato riaperto il 14 settembre, successivamente alla conclusione delle operazioni di collaudo statico dell'opera (Fig. 37 e 39).



Fig. 39 - Inaugurazione del ponte.

## 5. Conclusioni

In questo articolo è stato sinteticamente descritto un intervento di rinforzo su un ponte in muratura di circa 100 m, con cinque campate ad arco, caratterizzato da una straordinaria rapidità di esecuzione, resa possibile dalle scelte progettuali, dalle tecniche costruttive adottate, dalla sequenzialità delle operazioni di cantiere e dalla continuità delle lavorazioni su ventiquattro ore giornaliere e su sette giorni settimanali. Si è fatto ampio uso di elementi prefabbricati, per impalcato, pulvini ed appoggi/isolatori, ricorrendo sin dalla concezione del progetto ad indagini di mercato per verificare l'effettiva disponibilità degli elementi da acquisire. Si è predisposto un programma dei lavori

sequenziale, che ha consentito di agire in modo progressivo sulle diverse campate e pile con le operazioni di: perforazione dei pali, svuotamento, getto dei pulvini, posa degli isolatori, realizzazione dell'impalcato e delle rampe d'accesso. I tempi di intervento sono stati ridotti ricorrendo a materiali ad alte prestazioni.

L'idea fondamentale che ha consentito tutti gli altri sviluppi è stata quella di concepire la costruzione di "un ponte nel ponte", eliminando il difficile problema di verificare ed adeguare il ponte esistente in muratura.

Il risultato è stato soddisfacente anche dal punto di vista estetico ed architettonico, con un fiore in calcestruzzo sbocciato da uno stelo in muratura.

## Bibliografia

Decreto Ministero dei Lavori Pubblici del 4/05/1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali".  
Decreto Ministero dei Lavori Pubblici n. 6972 del 5/11/2001 "Norme funzionali e geometriche

per la costruzione delle strade".

OPCM 3274 del 20/03/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche".

Direttiva 2004/18/CE del 31 marzo 2004 relativa al coordinamento delle procedure di aggiudi-

- cazione degli appalti pubblici di lavori, di forniture e di servizi.
- OPCM 3431 del 3/5/2005 "Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- OPCM 3519 del 28/04/2006. "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni.
- Consiglio Superiore dei lavori Pubblici. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008", bozza aggiornata al 7 marzo 2008.
- Ministero per i beni e le attività culturali (2006). "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", Gangemi Editore, Roma.
- Dolce M., Cardone D., Ponzo F.C., Di Cesare A. (2004). "Progetto di Edifici con isolamento sismico", IUSS Press, Pavia.
- Martinello S. (2006). "Prove in sito, La grafica srl, Trento".
- Pedefferri P. (2005) La corrosione nel Calcestruzzo, Pubblicità, Roma.
- Priestley N., Calvi G.M., Kowalsky M. (2008). "Displacement-based seismic design of structures", IUSS Press, Pavia.
- Torre C. (2003). "Ponti in muratura", Alinea Editrice, Firenze.
- [www.cslp.it](http://www.cslp.it)
- [www.presidente.provincia.mc.it](http://www.presidente.provincia.mc.it)
- [www.studiocalvi.eu](http://www.studiocalvi.eu)

### Dati sintetici

In quaranta giorni sono stati realizzati 360 m di pali, si sono gettati 1.700 mc di conglomerato cementizio armato con 170.000 kg di acciaio, sono stati stesi 3000 m<sup>2</sup> di asfalto, 450 m di guard-rail e 350 m di parapetti in acciaio costruiti su disegno specifico. L'installazione di cantiere e il cerchiaggio delle pile ha richiesto due giorni, la realizzazione dei pali

sei, lo svuotamento del ponte e il consolidamento dei timpani quattro, la realizzazione dei pulvini quattro, la posa degli isolatori e delle travi prefabbricate tre, la posa dell'armatura della soletta ed il relativo getto quindici, le operazioni di sollevamento tre, la realizzazione delle rampe otto, il completamento delle finiture sette. Il costo dell'opera è stato pari a circa 2.000.000 di euro.